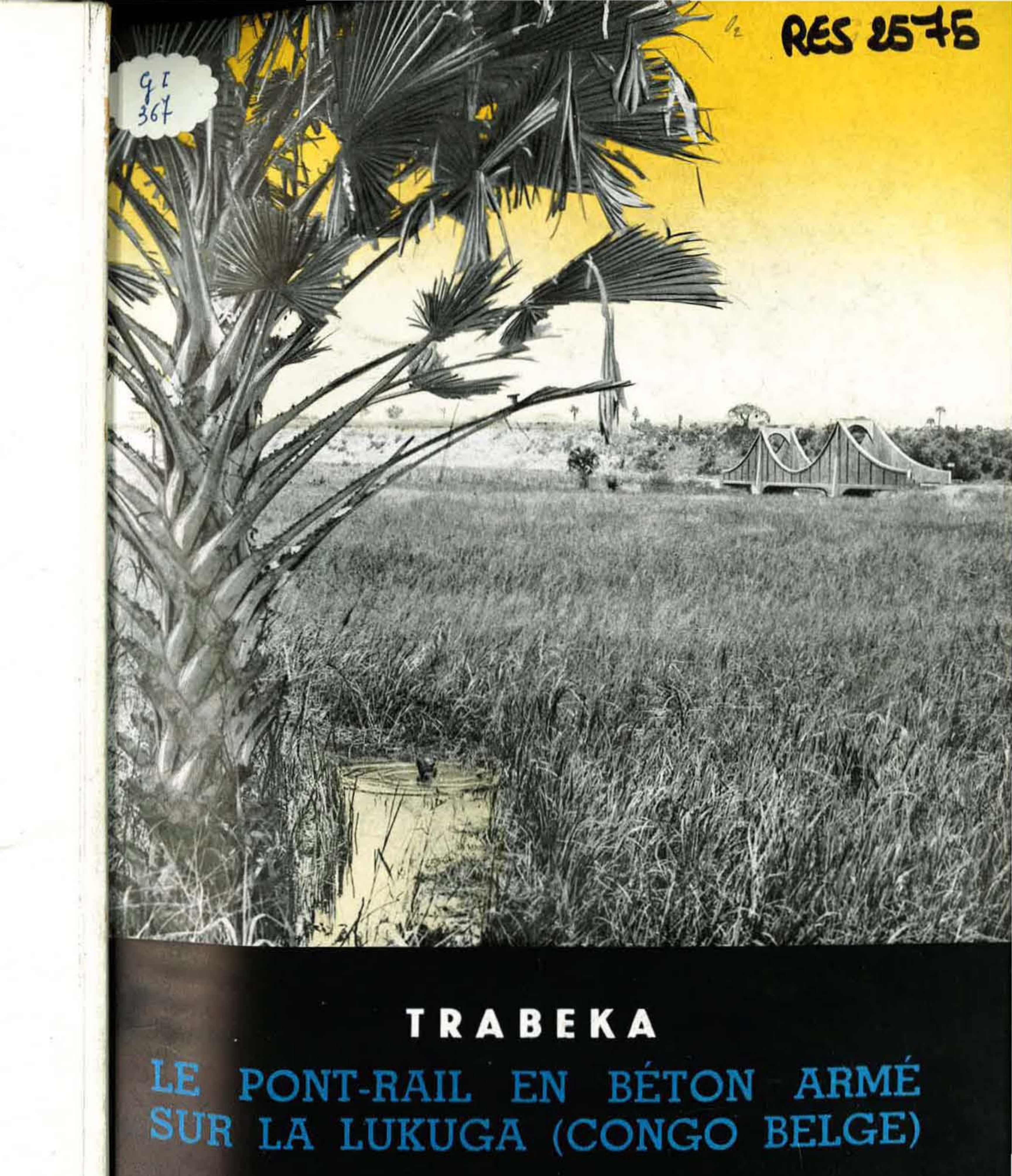


TRABEKA

LE PONT-RAIL EN BÉTON ARMÉ SUR LA LUKUGA (CONGO BELGE)

NOTE SUR L'ÉTUDE ET LA CONSTRUCTION DU PONT-RAIL EN BÉTON ARMÉ DE 160 MÈTRES SUR LA LUKUGA (JONCTION KONGOLO-KABALO)

PAR

R. COPPÉE, INGÉNIEUR A. I. G.
CHEF DU SERVICE DES ÉTUDES
DE LA SOCIÉTÉ "TRABÉKA"

SOCIÉTÉ D'ENTREPRISES DE TRAVAUX EN BÉTON AU KATANGA
TRABÉKA * 48, RUE DE NAMUR * BRUXELLES

LE PONT-RAIL
EN BÉTON ARMÉ SUR LA LUKUGA (CONGO BELGE)

I. — LES ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

Nous avons relaté — dans une monographie intitulée „Le Pont-rail en béton armé sur le Lualaba à Kongolo" — l'effort considérable accompli par la Cie C. F. L. pour supprimer la solution de continuité de son réseau entre Kongolo et Kabalo.

Cette Jonction demandait des ouvrages importants, à exécuter dans des conditions particulièrement difficiles : il s'agissait de traverser le Lualaba — gros fleuve impétueux —, la Lukuga — large rivière qui coule à faible pente dans une plaine perméable — et plusieurs autres rivières.

Une entreprise tellement exceptionnelle nécessitait d'importantes études préliminaires, conduites par des spécialistes très expérimentés en construction de chemins de fer et d'ouvrages d'art. La Compagnie le comprit et elle n'hésita pas à envoyer sur place une importante mission d'études. Celle-ci étudia avec beaucoup de soin plusieurs tracés et tout spécialement le régime des rivières et la nature des terrains aux emplacements d'ouvrages ;

elle fixa en fin de compte la position et la longueur des ponts, et elle présenta des suggestions pour l'établissement des fondations.

L'Administration centrale des C. F. L. examina et interpréta cette étude avec la collaboration d'un ingénieur-conseil hydrologue, puis, tous éléments en main, la Compagnie mit les ouvrages en adjudication-concours.

La Société Trabéka présenta plusieurs solutions de traversées sur ponts métalliques ou en béton armé.

Ce sont ses projets d'ouvrages en béton armé qui furent adoptés, pour leurs avantages de prix et de technicité.

Nous décrivons ici le pont-rail sur la Lukuga, ouvrage très caractéristique par ses fondations et par les formes nouvelles de sa structure.

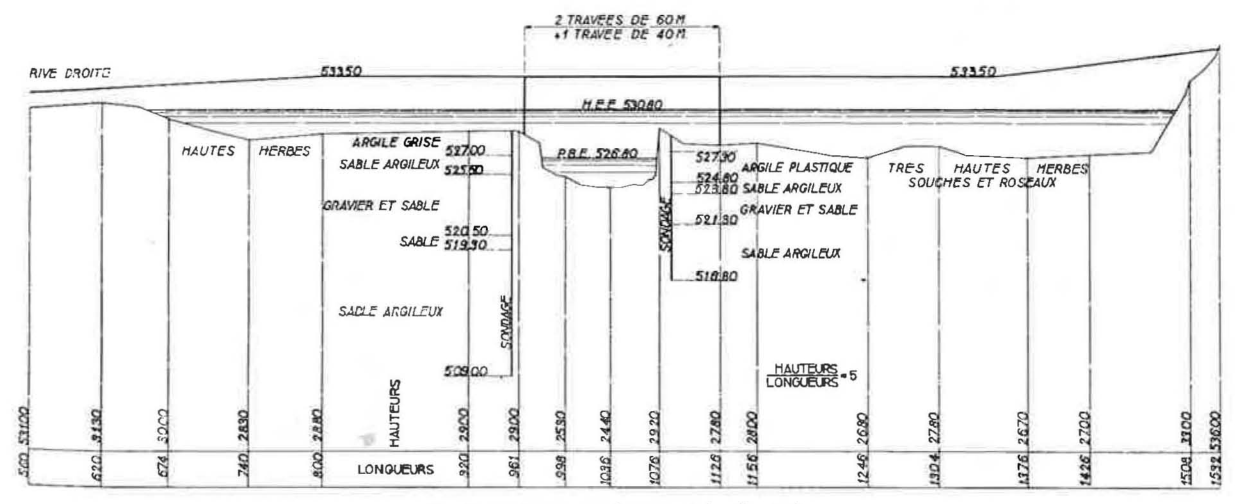
II. — LES DONNÉES DU PROBLÈME

La Lukuga coule dans une large plaine, très perméable et couverte d'une végétation abondante. En période de crue elle déborde largement dans la plaine et ses eaux y restent stagnantes ou en mouvement très lent, fortement freiné par les hautes herbes ; mais lorsque le plan d'eau dépasse un certain niveau, toute la masse se met en mouvement sur toute la largeur de la plaine. La courbe des variations annuelles est ici, comme dans presque toutes les rivières du Katanga, une sinusoïde ayant son point culminant — plus hautes eaux — en avril-mai, et son point le plus bas — basses eaux — en octobre-novembre.

Le profil de la rivière et de ses abords, la constitution du sol et l'implantation du pont nous étaient définis par les plans annexés à la demande de prix de la Compagnie pour un pont de 160 mètres ; nous donnons ci-contre un dessin extrait de l'un de ces plans.



La plaine et le pont. (A gauche sur la photo, un indigène témoigne de l'inondation.)



Profil en long, sondages et implantation.

Le profil en long indiquait une hauteur disponible assez faible, entre les plus hautes eaux (cote 530,80) et le rail (cote 533,50) ; un relèvement du niveau du rail eût nécessité une augmentation importante des longs remblais d'approche. Cette situation ne permettait qu'une structure à „poutres supérieures".

La construction de cet ouvrage posa surtout un problème de fondations assez important.

Celles-ci sont essentiellement conditionnées par la nature du sol.

Les sondages exécutés par la Mission d'Etudes de la Cie C. F. L. indiquaient un terrain constitué de fin gravier et de sable, entre les cotes 525 environ et 520 environ, puis de sable argileux jusqu'à la profondeur 505. Ce dernier sable paraissait avoir un angle de frottement interne de 30 à 32°.

Cependant la technique de sondages et la relation qui en était faite faisaient présumer que le sable était en réalité beaucoup moins argileux qu'il apparaissait aux sondages. Les pompages, en appelant la très faible quantité d'argile insérée entre les grains du sable, semblaient avoir forcé la teneur en argile des prélèvements.

Ceci se confirma à l'exécution. Les échantillons prélevés au grappin dans le massif, au fonçage des caissons de fondation, révélèrent un sol de qualité bien meilleure que celle supposée.

Le calcul avait cependant fait l'hypothèse très pessimiste d'un frottement de 30° seulement, et ses résultats furent conservés pour la fixation des profondeurs de fonçage malgré les constatations beaucoup plus favorables.

Lorsque les caissons atteignaient la profondeur que ce calcul leur assignait, un échantillon était prélevé avec soin dans le massif de support et envoyé sous boîte soudée, par avion, au Laboratoire d'Etude du Sol et des Fondations à Paris. Le fonçage n'était poursuivi et la base des caissons n'était bétonnée qu'après réception au chantier d'un télégramme donnant le résultat de l'essai de laboratoire. Ces résultats furent les suivants :

EMPLACEMENT DES CAISSONS ET DES PRÉLÈVEMENTS

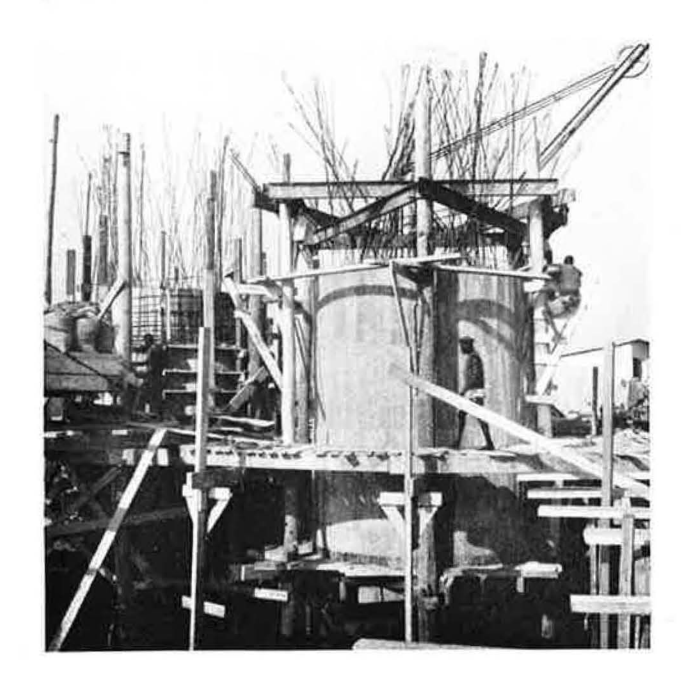
	Culée R-D	Culée R-G	Pile R-G	Pile R-D
Niveau du prélèvement	518,90	518,90	518,90	517,40
Granulométrie . .	Sable relativement gros : 5 % passent au tamis de 0,2 m/m.	Sable graveleux : 3% d'éléments inférieurs 0,1 m/m., 16 % d'éléments supérieurs à 2 m/m.	Sable graveleux : 2 % d'éléments inférieurs à 0,1 m/m.	Sable graveleux : moins de 4 % d'éléments inférieurs à 0,1 m/m.
	Pratiquement pas — ou tout au moins très peu — de particules argileuses	Pratiquement pas d'argile.	Pratiquement pas argileux.	Pratiquement pas d'argile.
Densité apparente du terrain imbibé.	2,08	2,07	2,16	2,10
Cohésion	nulle	nulle	nulle	nulle
Angle de frottement interne moyen	38° et 40°	39°	38°	38°

Le sable n'était donc pratiquement pas argileux et son angle de frottement interne était voisin de 38°.

Ainsi nous avions affaire à un matériau essentiellement pulvérulent auquel, seule, la mécanique des massifs pulvérulents à frottement interne était applicable. La formule de Frœhlich, par exemple, aurait été hors de question en l'occurence ; elle dérive en effet de la théorie de l'élasticité

alors que la loi des déformations des corps solides ne s'étend pas aux milieux pulvérulents.

La nature du sol était suffisamment déterminée par les sondages pour fixer les principes de construction et les modes de calcul des fondations à la présentation des projets. Le problème nous apparut toutefois assez spécial que pour en confier l'étude à Mr A. Caquot, l'éminent ingénieur, membre de l'Institut de France et auteur de la Mécanique des massifs pulvérulents à frottement interne (*).



Les caissons de la culée R-G.

Les procedés de calcul et de réalisation de Mr Caquot avaient d'ailleurs fait leurs preuves dans de nombreux ouvrages importants établis dans des conditions similaires, notamment dans les caissons du pont d'Oswald street sur la Clyde à Glasgow, dans ceux du pont de Neuilly sur la Marne, et dans de nombreux travaux sur les oueds algériens comme sur les grands estuaires de Cochinchine.

(*) Equilibre des massifs à frottement interne, par A. Caquot. Ed. Gauthier-Villars à Paris.

III. — LES FONDATIONS

A. LEUR CONSTITUTION.

Pour un tel ouvrage à exécuter au cœur de l'Afrique, en région isolée et à climat déprimant, il convenait de n'adopter pour les fondations qu'un dispositif d'exécution simple et ne nécessitant qu'un matériel courant.

En conséquence, à l'adjudication-concours nous avons, en accord avec Mr Caquot, proposé de fonder l'ouvrage sur des caissons havés à l'air



Le havage du caisson amont de la pile R-G.

libre tels que ceux faits en grand nombre en Indo-Chine dans des conditions analogues : ces caissons sont assez faciles à construire sur place et se descendent avec une simple benne preneuse ; ils permettent de faire des fondations profondes et de première qualité, le niveau inférieur étant placé à une profondeur telle que la garde latérale de terrain nécessaire à la stabilité soit conservée lorsque les affouillements maxima indiqués sont atteints.

B. LA DÉTERMINATION DES PROFONDEURS

La résistance du sol d'assise à une pression verticale dépend uniquement de la charge apportée, au niveau considéré, par le terrain supérieur.

La pression admissible se détermine en écrivant l'équilibre des pressions autour de l'arête inférieure de la fondation pour un terrain sans cohésion et d'angle de frottement φ.

Mr Caquot a montré que la résistance d'écoulement est égale à la charge extérieure multipliée par le coefficient $j\,e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$ (dans ce coefficient : j = coefficient de butée du terrain ; e = base de logarithmes népériens). Ainsi, par exemple, pour l'angle $\varphi = 30°$ ce multiplicateur a pour valeur 18,16 ; pour que le terrain ainsi caractérisé puisse résister à une pression de 50 t.p.m² il suffit donc qu'il soit chargé latéralement à raison de $\frac{50}{18,16}$ = 2 t. 75 p. m². D'autre part, la densité absolue des roches qui constituent les différents terrains est à peu près constante et égale à 2,7 pour toutes les roches, et les différences dans les poids apparents des terrains proviennent du plus ou moins grand volume des vides entre les éléments constituants. Dans le cas actuel, pour le terrain traversé par les fondations il fut pris comme volume relatif des vides 0,3 ; la densité apparente correspondante du terrain sec est de 2,7 (1 — 0,3) = 1,89 ; celle du terrain mouillé est ramenée par la poussée archimédienne à (2,7 — 1,0) (1 — 0,3) = 1,19. Par conséquent, dans les conditions de cet exemple, la hauteur du terrain nécessaire autour de la fondation pour la résistance demandée et une sécurité de 2 est $\frac{2 \times 2,75}{1,19}$ = 4,62 m. Ceci veut dire que, si à l'endroit du caisson un affouillement de 1,00 m. est prévu, la base devra se trouver à 1.00 m. + 4,62 m. = 5,62 m. sous le fond de la rivière pour réaliser encore avec une sécurité égale à 2 une résistance de 50 t.p.m² lorsque les affouillements maxima sont réalisés.

Dans les mêmes conditions la prise en compte de l'angle de frottement interne déterminé en Laboratoire sur échantillons intacts (38°) donnerait une sécurité supérieure à 5, au lieu de 2.

Il convient d'observer que la formule correspond au cas où le milieu chargeant le sol de fondation est de frottement nul, son poids intervenant

seul, et où on néglige le poids propre du sol de fondation, son frottement intervenant seul. Mr Caquot a montré que la prise en compte des frottements et des densités dans les deux zones donnerait, dans les conditions ci-dessus ($\varphi = 30°$) et pour un caisson de 5.50 m. de diamètre, une résistance supérieure à 78 t.p.m² au lieu de 50, ceci avec la même sécurité égale à 2.



Fonçage du caisson amont de la culée R-D. (Remarquer la forte surcharge).

En somme la sécurité procurée par la formule et par les coefficients adoptés est considérable : les données admises et les calculs ainsi faits sont tous dans le sens de la sécurité.

Il va de soi que la pression maxima sur la base de la fondation résulte de toutes sollicitations extérieures, et aussi des résistances passives ; il est en effet impossible d'obtenir l'écoulement du sol — cet écoulement est à la base de la théorie — sans l'intervention des résistances passives, puisque les résistances passives latérales d'un sable en place interviennent toujours simultanément avec la tendance à la rotation sur la base, donc avec la tendance à l'écoulement.

Pour se placer dans des conditions défavorables Mr Caquot n'a pris en compte que l'équilibre de Rankine (soit moins que la moitié des valeurs admissibles) pour les résistances passives latérales ; d'autre part il a négligé les composantes verticales de frottement des terrains traversés sur les parois des caissons : ce frottement produit, du côté de la butée, un



Le havage des caissons de la pile en rivière.

effort vertical de bas en haut égal à $\delta\, j\, \frac{h^2}{2}\, D\, \mathrm{tg}\, \varphi$ (D étant le diamètre du caisson et δ la densité apparente du terrain traversé) et, du côté de la poussée, une force verticale de haut en bas égale à $\delta\, i\, \frac{h^2}{2}\, D\, \mathrm{tg}\, \varphi$; de l'ensemble de ces 2 forces résulte un moment stabilisateur : il fut négligé. Donc, ici encore, les calculs ont été faits dans le sens de la sécurité.

D'autre part, le massif de terrain intéressé par 2 caissons voisins soumis à l'action latérale du vent est sensiblement limité par les tangentes inclinées de l'angle φ sur l'axe commun aux 2 caissons ; M. Caquot n'a pris en compte qu'une réaction moindre, dans un calcul simplificateur.

En somme, considérant un sable de frottement $\varphi = 30°$ (au lieu de 38°), l'équilibre de Rankine pour les résistances passives latérales, et négligeant les résistances latérales tangentielles stabilisatrices et d'autres éléments favorables à la stabilité, Mr Caquot écrit l'équation d'équilibre qui fait apparaître le coefficient de sécurité A pour ces conditions et pour une garde latérale de hauteur h :

$$p + \left[M - 1{,}19\ (j - i)\ D \frac{h^3}{6}\right] \times \frac{v}{I} = 1{,}19\ j e^{\pi \mathrm{tg} \varphi}\ h \times \frac{1}{A}$$

Dans cette équation :

p = pression due à l'effort vertical centré
M = Moment des forces extérieures, au niveau de base des caissons
j = coefficient de butée $\mathrm{tg}^2 (45° + \frac{\varphi}{2})$
i = coefficient de poussée $\mathrm{tg}^2 (45° - \frac{\varphi}{2})$
h = hauteur de terrain latérale aux caissons
$\frac{I}{v}$ = module de flexion de la surface d'assise

Cette expression donne la hauteur h pour une sécurité A.

C. LES CONDITIONS PARTICULIÈRES

En confiant à la Trabéka la construction, selon le projet de la Société d'Etudes Pelnard-Considère et Caquot de Paris, d'un pont de 160 mètres dont elle fixait l'implantation sur la Lukuga, la Compagnie C.F.L. imposa — sur avis de son ingénieur-conseil hydrologue — que la base des caissons fût descendue jusqu'au bon terrain et au moins jusqu'à la cote 518.90, afin d'être suffisamment à l'abri des affouillements.

En construction on entend par bon terrain celui qui permet l'établissement de fondations stables.

Les fondations, établies d'après les données contractuelles et d'après les méthodes de réalisation et de calcul qui ont fait leurs preuves dans les

caissons de Glasgow sur la Clyde, de Neuilly sur la Marne etc..., devaient donc avoir une sécurité normale à la cote atteinte, pour que cette cote



Les caissons de la pile en rivière (des travailleurs sont debout sur un îlot d'herbes submergé devant le caisson amont).

Coffrage du caisson amont de la pile en rivière.

fût celle du bon terrain. Le calcul, établi dans les conditions ci-dessus, montrait que pour tous les caissons le bon terrain était atteint au-dessus de la cote imposée afin d'être suffisamment à l'abri des affouillements.

A la profondeur 518,90 il restait, pour les affouillements, une marge de :

1,10 m. au droit de la pile R-D,
4,55 m. " " R-G,
2,35 m. " culée R-G,
3,25 m. " " R-D,

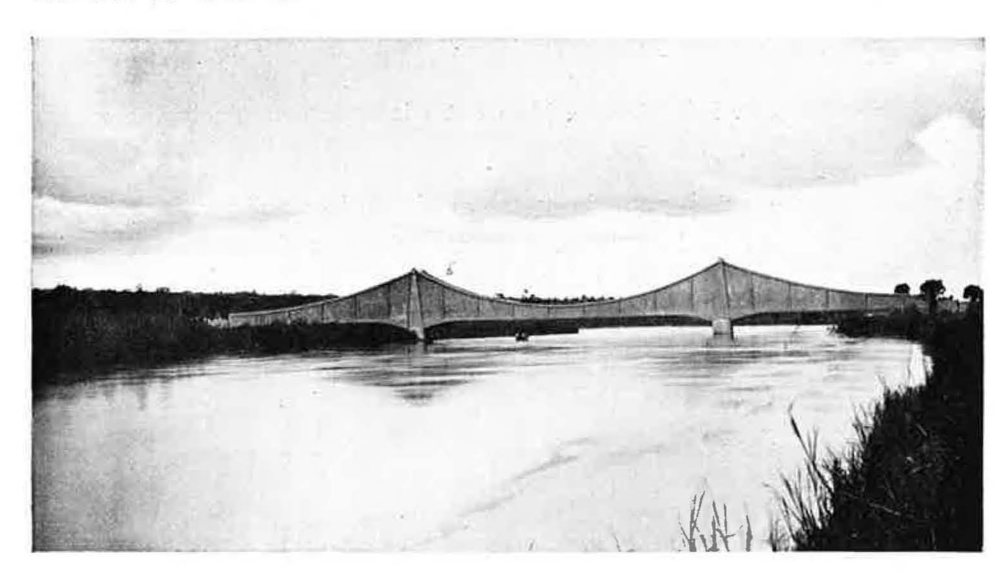
(sous les cotes données par la Compagnie pour le fond de la rivière) avant que la sécurité admise fût entamée.

En conséquence la Trabéka descendit les caissons de la pile R-G et des culées à la profondeur 518,90 demandée, mais elle poussa le havage des caissons de la pile R-D jusqu'à la profondeur 517,40, ce qui porta la marge pour affouillements à 2,60 m. pour la pile R-D.

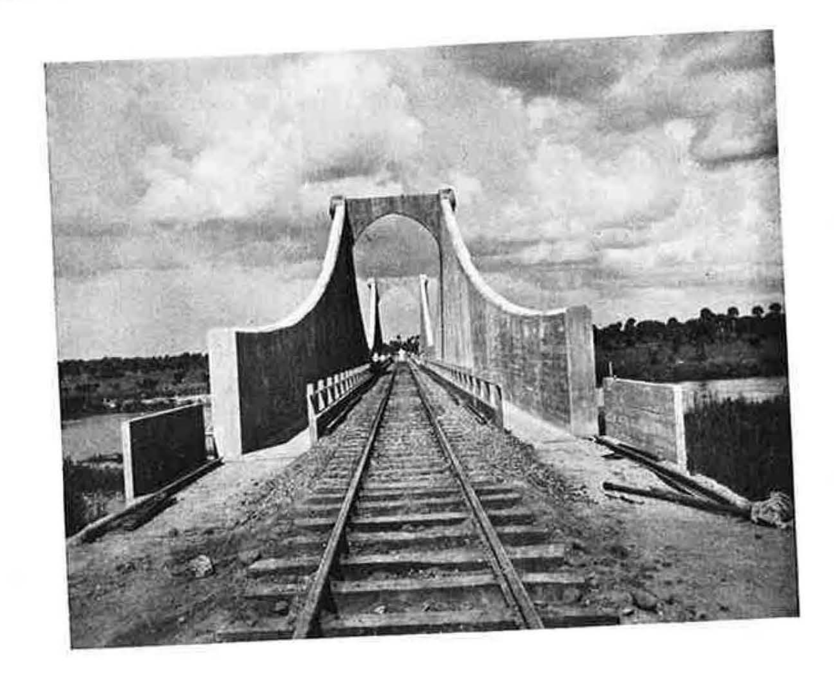
IV. — L'ORGANISATION DE L'OUVRAGE

Elle est fonction des données du problème et des procédés d'exécution.

Le pont est à 3 travées : une travée centrale de 70 mètres et deux travées latérales de 45 m. 30.



Il est à la fois pont-route et pont-rail ; la voie ferrée, de 1,00 m. d'écartement, est placée dans l'axe d'une chaussée de 3,00 m. Celle-ci est flanquée de deux trottoirs de 1,25 m. de largeur, dont elle est séparée par



des parapets légers. L'écartement libre entre les poutres principales est de 5,80 m.

L'ouvrage est constitué pour le passage de 2 locomotives Santa-fé de de 82 tonnes avec tenders de 48 tonnes et wagons de 48 tonnes.

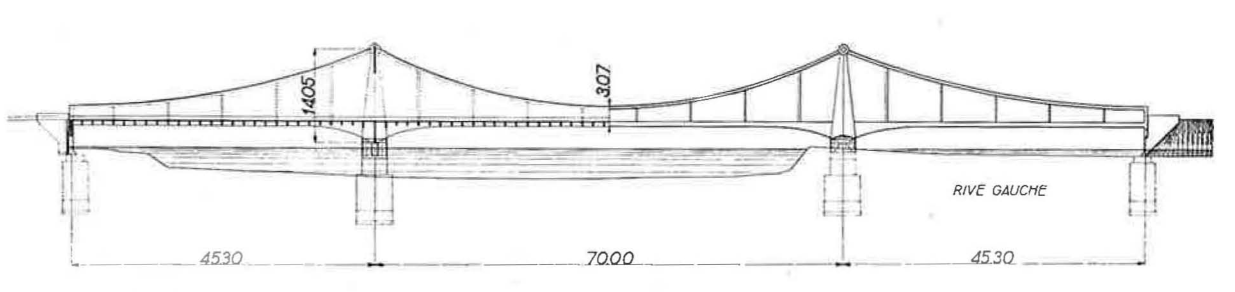
A. LA SUPERSTRUCTURE

Elle est constituée de grandes poutres à 3 travées continues, librement dilatables.

L'appui fixe est placé sur la pile R-G, celle-ci étant la plus proche des

berges et la plus puissamment fondée ; les autres appuis sont à dilatation sur une pile en rivière et sur deux culées légères en béton armé.

Les poutres principales sont de hauteur fortement variable ; la forme est particulièrement soignée pour que l'aspect soit satisfaisant rien que par les organes de la construction, sans éléments surabondants.



Demi-coupe longitudinale. Demi-vue.

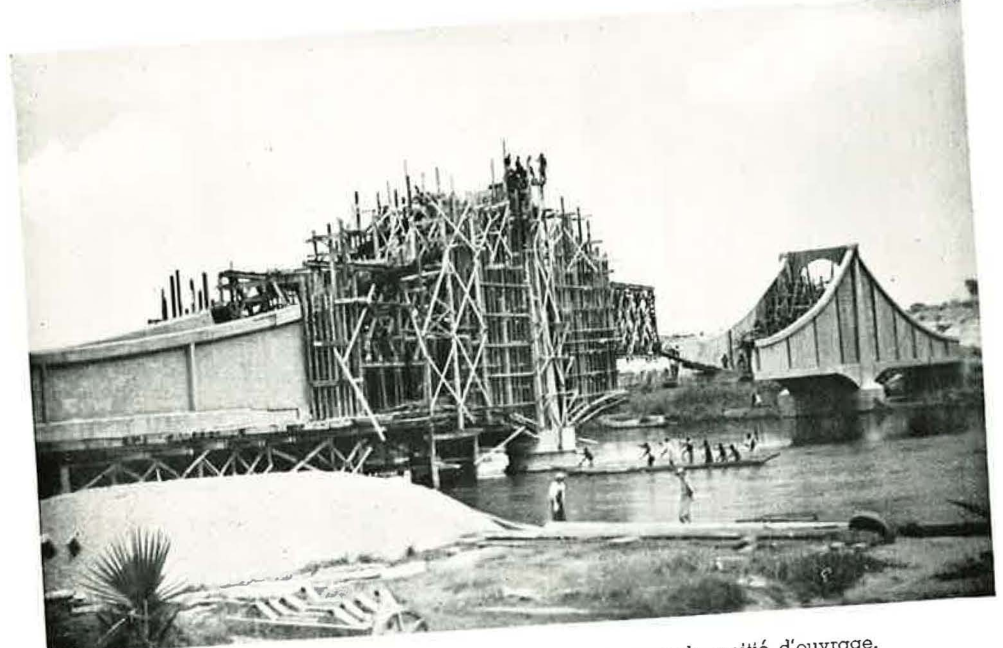
Il résulte de ces dispositions que les flexions varient à peu près comme la hauteur et que l'effort tranchant réduit par la projection — sur sa direction — des efforts dans les membrures, est très faible.

Les conditions architecturales et les questions de construction et de bonne tenue sont ainsi concordantes.

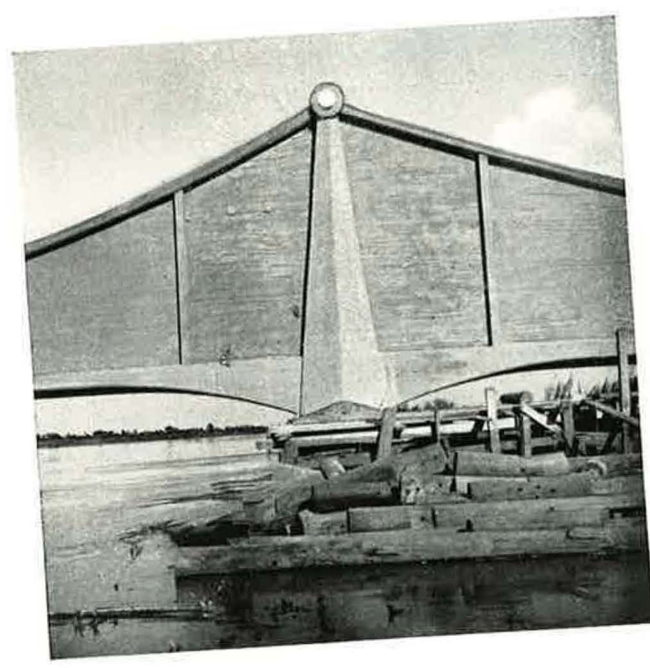
Ces formes sont en parfait accord également avec le procédé d'exécution employé : construction à l'avancement, sans appui en rivière, par une poutre-cintre à l'abri des crues et travaillant en porte à faux sur les travées latérales ; par ce mode de construction les 2 moitiés de la travée de 70 mètres sont liaisonnées sans flexion sous poids propres au centre du pont ; ceci permit de réduire la hauteur à 3,07 m. — soit 1/23e de la portée — au milieu de la travée de 70 m., tandis qu'elle s'établit à 14.35 m. — soit 1/5e de la portée — sur les piles.

Ces dispositions étaient complétées par un portique puissant, au droit de chacune des 2 piles ; un cabochon simple rehaussait l'aspect du sommet des pilastres de ces portiques.

Le tablier est de construction classique : il est formé d'un hourdis continu



Construction, à l'aide de la poutre-cintre, de la seconde moitié d'ouvrage.



Vue du pilastre sur pile.

sur entretoises régulièrement disposées au rythme de la périodicité des essieux de locomotive.

Il ne fut pas estimé opportun de compliquer la construction de la travée centrale par l'adjonction d'un cantilever qui aurait rendu le système isostatique. Des mouvements relatifs des supports ne sont en effet pas à craindre car, d'une part le sable de support est pratiquement incompressible,

et d'autre part, la construction du pont en deux tronçons symétriques jonctionnés en fin de compte, a chargé le sol, par deux tronçons isostatiques, aux 76 % de la charge maxima prévue en service, sous les caissons des piles, et aux 78 % de la charge maxima, sous les caissons des culées ; les déformations lentes des bétons des appuis, piles, culées et caissons, sous charges mortes, étaient pratiquement totales avant la liaison des tronçons et les déformations extrêmement petites du sol de support avaient également accompli leur partie principale avant cette liaison. Ces déformations, acquises sur des systèmes isostatiques, sont évidemment sans effet sur le système continu réalisé ultérieurement.

B. LES APPAREILS D'APPUI

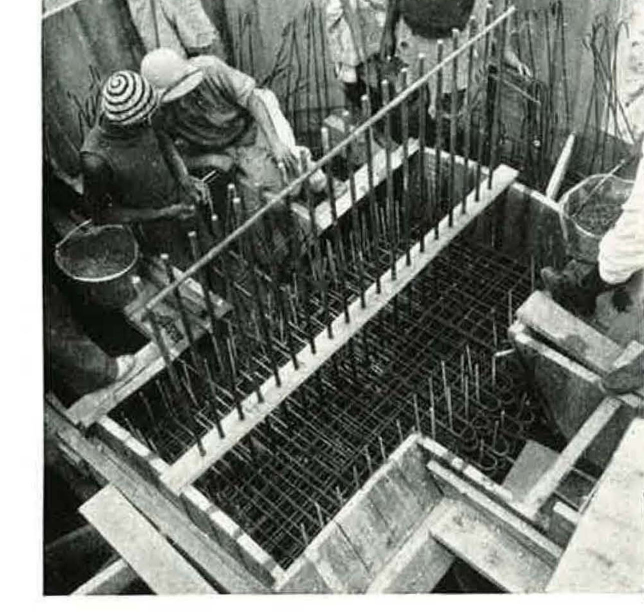
Ce sont des surfaces roulantes en béton fretté.

Le dispositif est classique. Il est appliqué de façon constante en raison de son excellente tenue sans entretien, confirmée par la pratique acquise sur des centaines d'exemplaires.

Il en existe en particulier dans de très grands ouvrages, notamment :

— au pont-rail de Neuilly-sur-Marne ;
— au pont Lafayette à Paris et
— au pont-rail de 498 m. — étudié et construit par la Trabéka — sur le Lualaba à Kongolo.

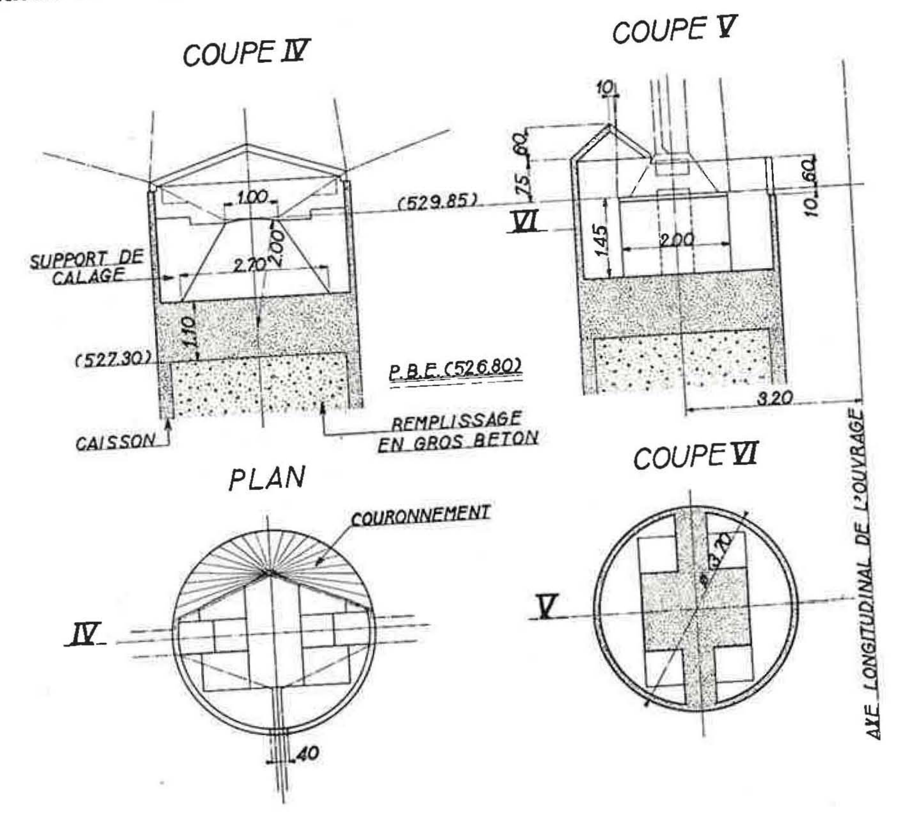
Des essais sur modèles réduits, effectués par M. A. Caquot en 1922 et par nous-mêmes en 1938 et 1939, ont vérifié que ces appareils, avec la



Le ferraillage de l'appui fixe.

constitution que nous leur donnons, ont une sécurité comprise entre 6 et 8 (*).

L'appui fixe est réalisé par contact d'une partie plane de fond de poutre principale, avec la face cylindrique d'une selle en béton fretté établie sur chacun des 2 fûts de la pile R-G.



Détail de l'appui fixe.

Le rayon de la selle de support est de 2 mètres et le contact se fait sur une longueur de 2 mètres.

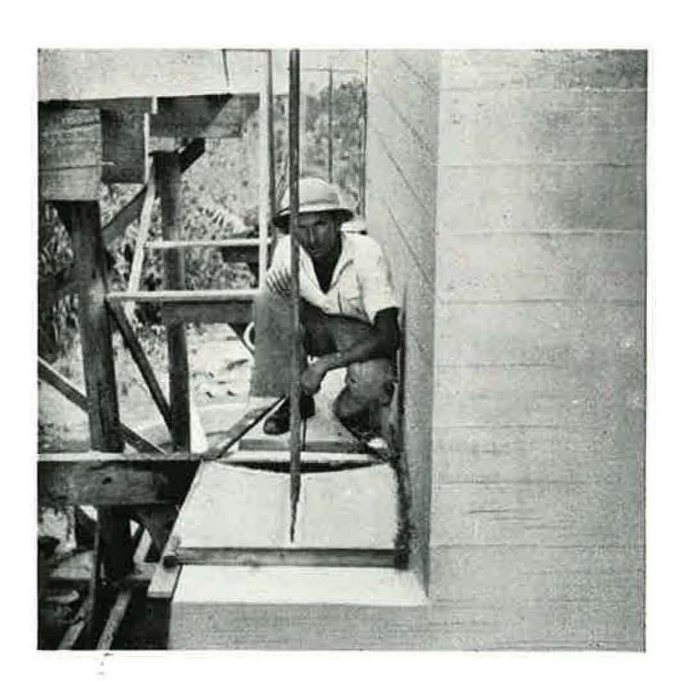
Des barres verticales, de liaison, traversent la génératrice de contact théorique.

(*) Voir le Procès-verbal de notre communication du 13 mars 1940 à l'Association Belge pour l'Etude, l'Essai et l'Emploi des matériaux.

Le frettage des zones de contact est constitué de grils horizontaux, selon la disposition courante.

Les **appareils de dilatation** sont des grands rouleaux segmentés, constitués de prismes à section rectangulaire, en béton fretté, terminés haut et bas par des faces cylindriques.

Le centre de courbure de la surface de contact se trouve sur la génératrice

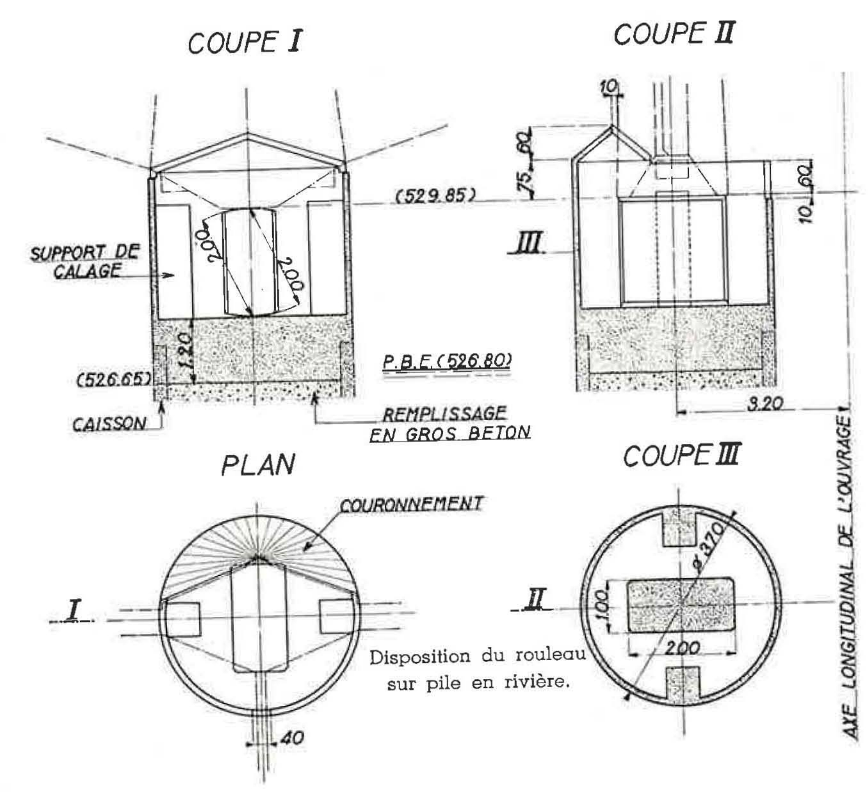


La forme inférieure et les barres de liaison du rouleau sur culée.

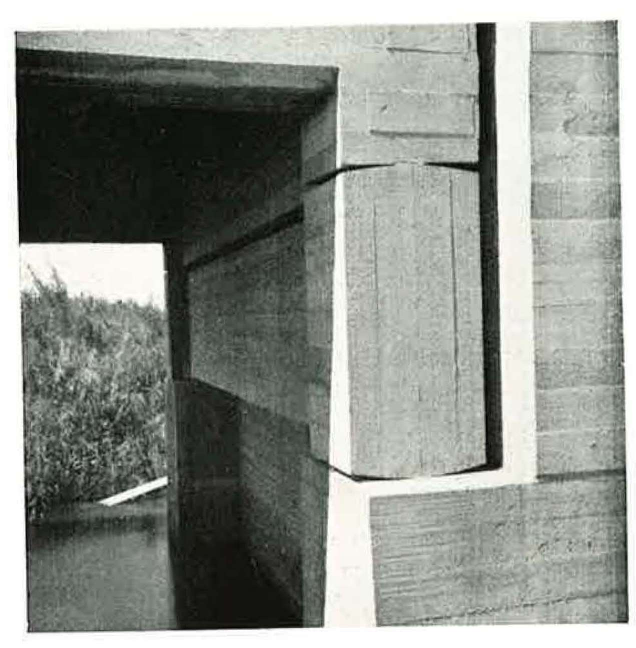
du contact opposé ; cette dernière disposition donne, au fonctionnement, de très légères dénivellations d'appuis, mais les flexions additionnelles qui en résultent ne modifient qu'imperceptiblement les efforts.

Les rouleaux sont traversés par des barres de guidage, qui les relient au support et aux poutres principales dans le plan de contact théorique.

Le frettage est conditionné selon les données et résultats d'essais sur modèles réduits de rouleaux à section octogonale : en raison de la forme de la section, il est constitué ici de grils horizontaux, selon le dispositif courant.



Disposition du rouleau sur pile en rivière.



Les rouleaux de la pile en rivière sont contenus dans un encuvement du sommet du fût cylindrique monté sur chacun des deux caissons de la pile.

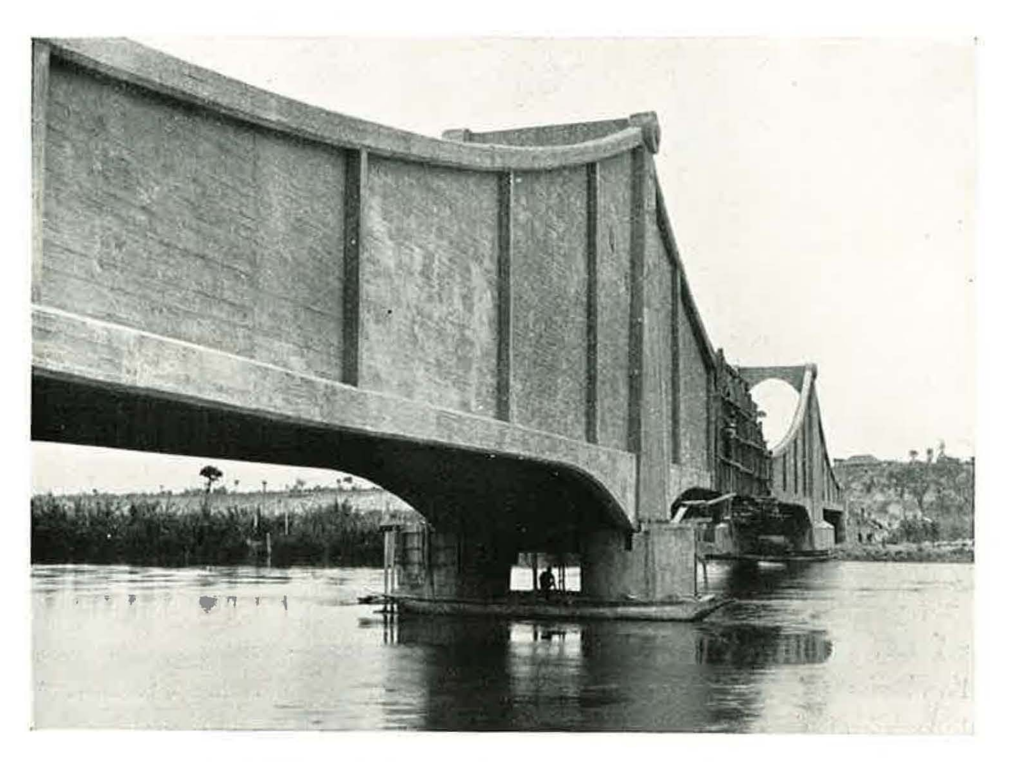
Les rouleaux sur culée rive gauche : remarquer la paroi verticale d'entretoisement des deux rouleaux et les deux pilastres de la culée.

Des conditions particulières ont limité à 2 m. la hauteur de ces rouleaux ; en conséquence la longueur de contact fut fixée à 2 m. et la section à 1 m. sur 2 m.

Les rouleaux des extrémités du pont s'appuient sur le sommet horizontal des pilastres de culée : ils sont à section carrée ; leur hauteur est de 1,20 m.

C. LES PILES, LES CULÉES, ET LEURS FONDATIONS

Chacune de ces deux **piles** est constituée de deux fûts cylindriques, de 3,70 m. de diamètre, placés dans l'axe des poutres principales — soit à l'écartement de 6,40 m. — et centrés sur deux caissons en béton armé de 5,50 m. de diamètre.

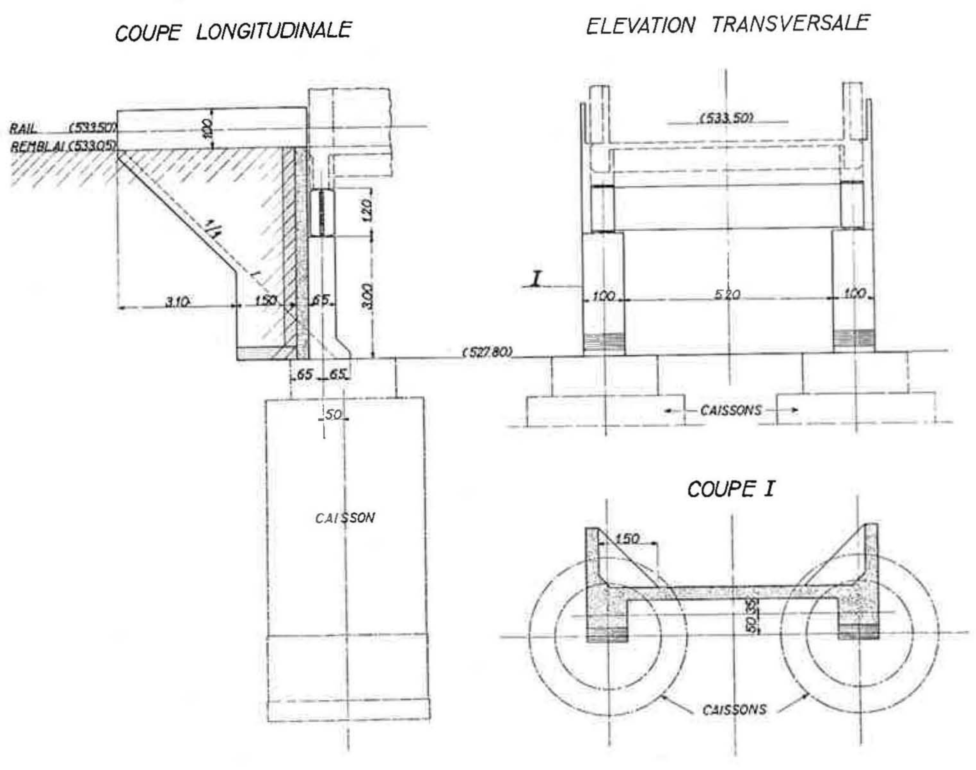


Vue latérale : remarquer les deux fûts constitutifs d'une pile.

Ils sont le surhaussement d'une paroi cylindrique intérieure des caissons de fondations.

Ils comportent un cuvelage en béton armé, rempli de gros béton et surmonté d'une grosse dalle de support de l'appareil d'appui. Ce dernier est contenu dans un encuvement cylindrique avec couronnement de protection.

Les **culées** sont particulièrement simples : elle comprennent deux gros



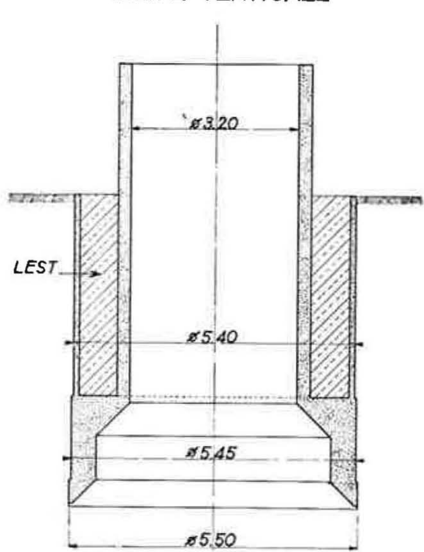
Détail d'une culée.

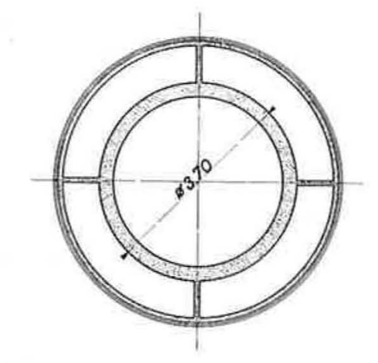
pilastres placés à l'aplomb des poutres principales — soit, à cet endroit, à l'écartement de 6,20 m. — et adossés à un voile qui forme garde-grève ; les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante, de forme générale triangulaire : ces murs ont la partie inférieure rectangulaire, pour support

de patins d'équilibrage ; ils sont prolongés au-dessus du remblai pour constituer garde-corps.

Les pilastres sont excentrés de 50 c/m vers les terres, par rapport aux caissons qui les supportent : ceci afin de compenser les flexions dues aux poussées de terres ; ainsi à la base des caissons la flexion résultante est quasi nulle sous les efforts maxima sans vent sur le pont.

Il y a un caisson de fondation, de 4,00 m. de diamètre, au droit de chacun des deux pilastres de chaque culée.





Les huit **caissons** de fondation du pont sont en béton armé. Ils comportent deux cuvelages concentriques réunis par quatre parois radiales qui réalisent quatre compartiments de ballastage : la verticalité de la descente des caissons est réglable, dans une certaine mesure, par la variation du lestage dans ces compartiments. La base du caisson est un rouet très robuste, en béton armé, terminé par un couteau en fers profilés.

Après havage, la chambre du rouet et le cuvelage cylindrique intérieur sont remplis de gros béton, de même que le fût qui les prolonge pour former les piles.

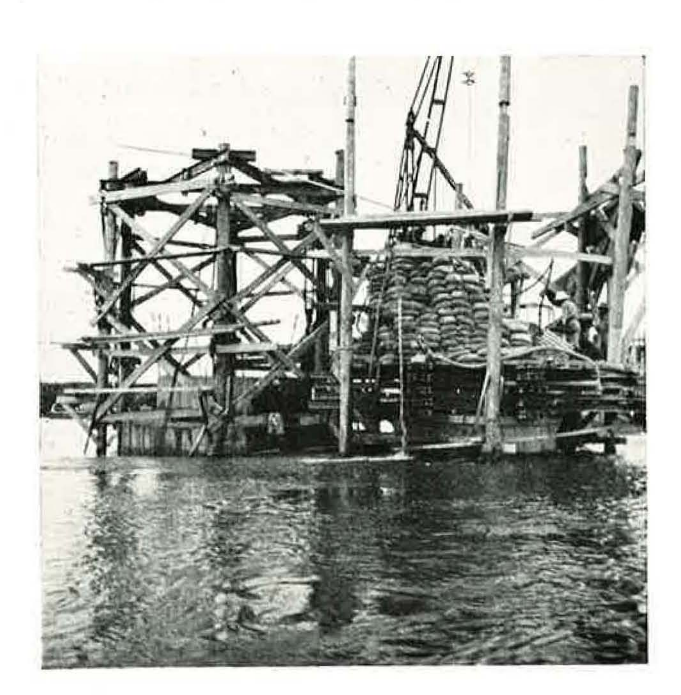
Détail d'un caisson.

V. — L'EXÉCUTION

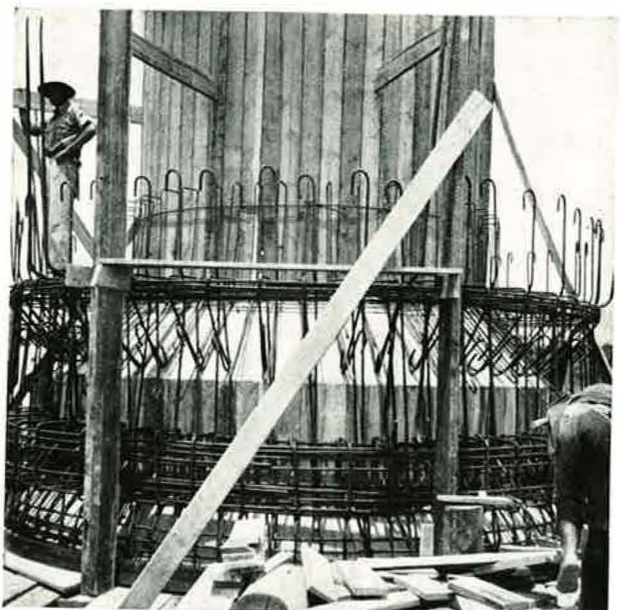
A. LA CONSTRUCTION ET LE HAVAGE DES CAISSONS

Le caisson est construit à l'aplomb de son emplacement définitif, sur une estacade en pilotis et charpente spécialement constituée pour cette construction, pour la descente, et pour le havage du caisson.

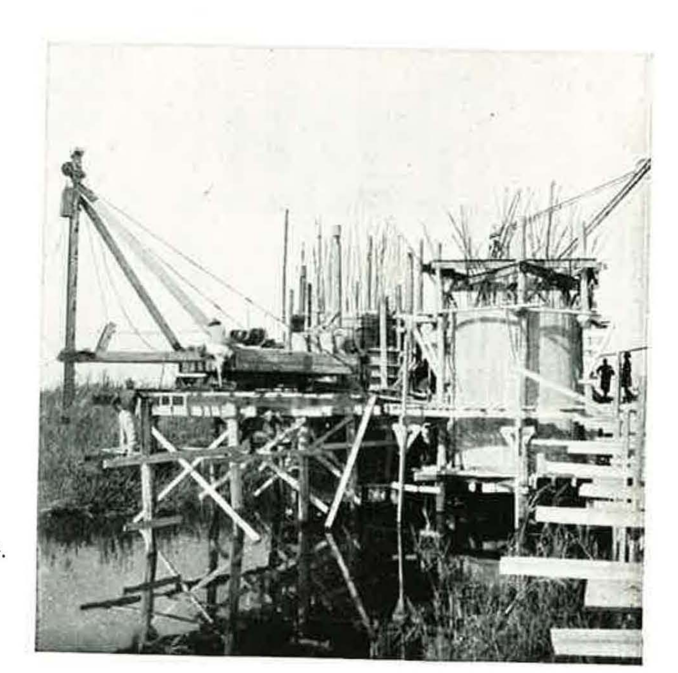
En principe le dispositif comporte six pieux disposés aux sommets d'un hexagone régulier, avec contreventements selon le périmètre extérieur. Au sommet de ce pilotis est établie une plate-forme formée de deux triangles équilatéraux dont les côtés sont deux fers U assemblés à la tête des pieux ; au-dessous et près du niveau de l'eau, est suspendue une plate-forme analogue par l'intermédiaire de trois palans fixés à la plate-forme supérieure. C'est sur cette plate-forme inférieure que l'on établit le couteau métallique du caisson et que l'on construit le rouet en béton armé. Après quelque durcissement de ces bétons on saisit la couronne de béton armé, à l'aide de trois palans fixés à la plate-forme supérieure, puis on continue à



Le havage des caissons de la pile en rivière. Remarquer la forte surcharge du caisson en fonçage.



L'armature du rouet d'un caisson.



Les caissons de la culée R-G.

construire le caisson jusqu'au sommet de la chambre de travail. On peut alors démonter la plate-forme inférieure. On saisit le caisson à trois points d'attache disposés à la partie supérieure du tronçon de cuvelage exécuté et, à l'aide des palans, on fait descendre le cuvelage dans l'eau jusqu'à ce que l'on dispose, sous la plate-forme supérieure, de la hauteur nécessaire à la construction aisée d'un nouveau tronçon des parois cylindriques. On continue à bétonner les parois et à descendre le caisson ; dès que celui-ci pénètre quelque peu dans le fond de la rivière, on commence le havage

Le havage se fait avec un grappin hémisphérique à creusement, de 350 litres, manœuvré par un derrick établi sur une estacade de service. La descente est très lente et le ballast des compartiments du caisson doit être complété par d'importants chargements ; ils témoignent de l'intensité des frottements latéraux, élément stabilisateur négligé dans les calculs par excès de sécurité. La descente est parfois brusque, après un chargement considérable ; ceci est normal et caractéristique d'un sable, matériau pratiquement indéformable dont la stabilité ne peut être régie que par l'étude du poinçonnement comme l'a fait M[r] Caquot.

La construction, la descente et le havage du second caisson de la culée ou de la pile s'effectuent de la même façon que ceux du premier caisson ; toutefois, pour le havage, le derrick est installé sur le premier caisson, ainsi qu'il se voit aux photos que nous présentons



La surcharge du caisson aval de la culée R-G pendant le fonçage.

Les difficultés grandissent dans des proportions considérables et le fonçage devient de plus en plus lent au fur et à mesure de la pénétration du caisson dans le sol ; le fonçage des caissons de la pile en rivière jusqu'à la profondeur 517,40 fut le plus pénible.

B. LA CONSTRUCTION DE LA SUPERSTRUCTURE

Les **appareils d'appui** sont construits en place, sans aucune difficulté, par les moyens classiques.

Le procédé d'exécution de la **superstructure** est particulièrement remarquable ; il est apparenté à celui que nous avons utilisé pour la construction du pont de 498 mètres sur le Lualaba.

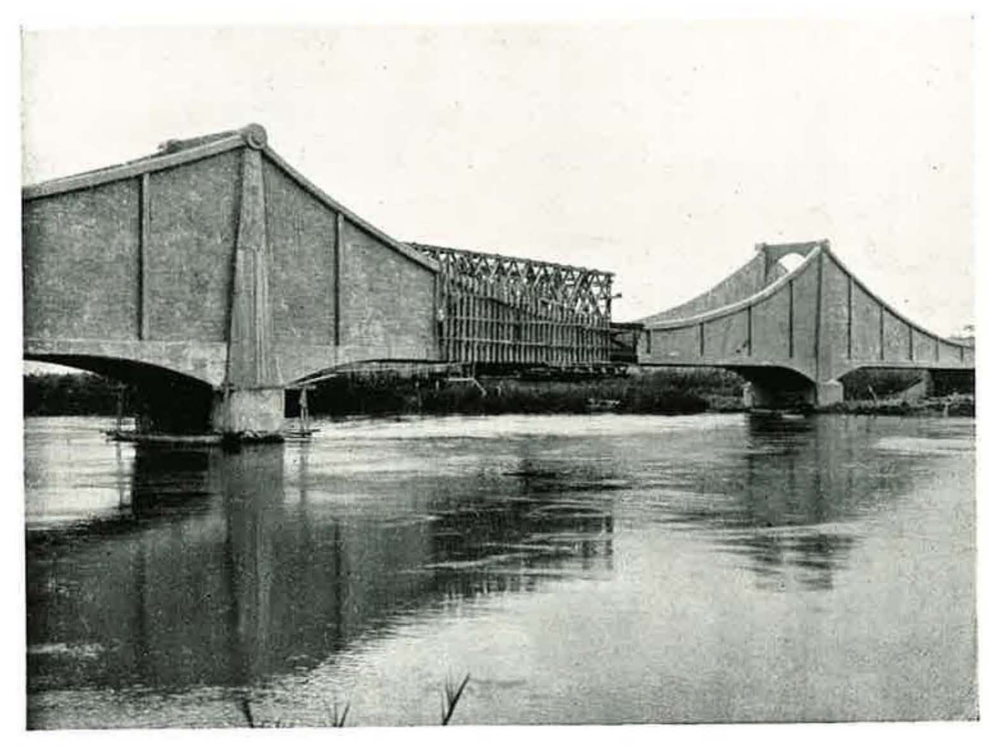
Nous avons déjà signalé que l'exécution se fait en trois temps : on construit d'abord la moitié du pont située vers la rive gauche, puis — par les mêmes moyens — la moitié vers la rive droite, et on liaisonne finalement les deux moitiés au centre du pont.

Chacune des deux premières phases comprend donc l'exécution d'une travée de rive de 45 m. 30, prolongée par une console d'un peu moins de 35 mètres.



Une première moitié du pont, construite à partir de la rive gauche.

Un tronçon de travée de rive, d'une longueur d'environ 25 mètres à partir de la culée, est exécuté sur des échafaudages établis sur pieux en bois ; l'autre partie de cette travée et la grande console de la travée centrale se construisent à l'aide d'une poutre tubulaire de 40 m. 70 de longueur, en bois et métal.



Achèvement, en porte à faux sur la poutre-cintre, de la seconde moitié de la travée de 70 mètres.

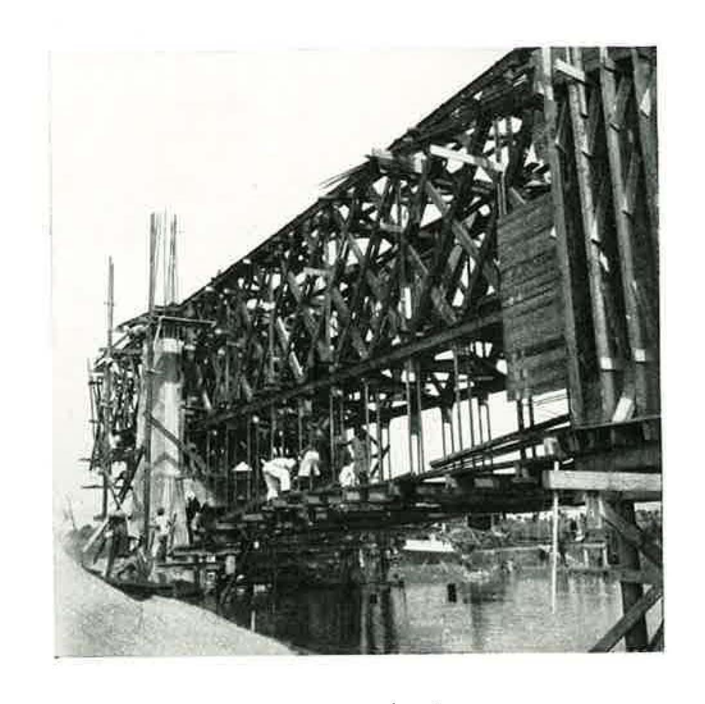
Cette grande poutre-cintre comporte deux maîtresses-poutres réticulées, des entretoisements, des contreventements et des suspentes de coffrages ; elle est aménagée pour porter une passerelle de service à la partie inférieure et à la partie supérieure. On la construit en porte à faux, de part et d'autre d'un chevalet d'appui établi sur la pile. Un lest est disposé sur l'about de la poutre qui prend appui, par un chevalet, sur le tronçon bétonné sur échafaudage, ou bien cette extrémité de poutre et ce chevalet de support sont fixés au tablier bétonné.



Le montage de la poutre-cintre, en porte à faux, sur la pile R-G.

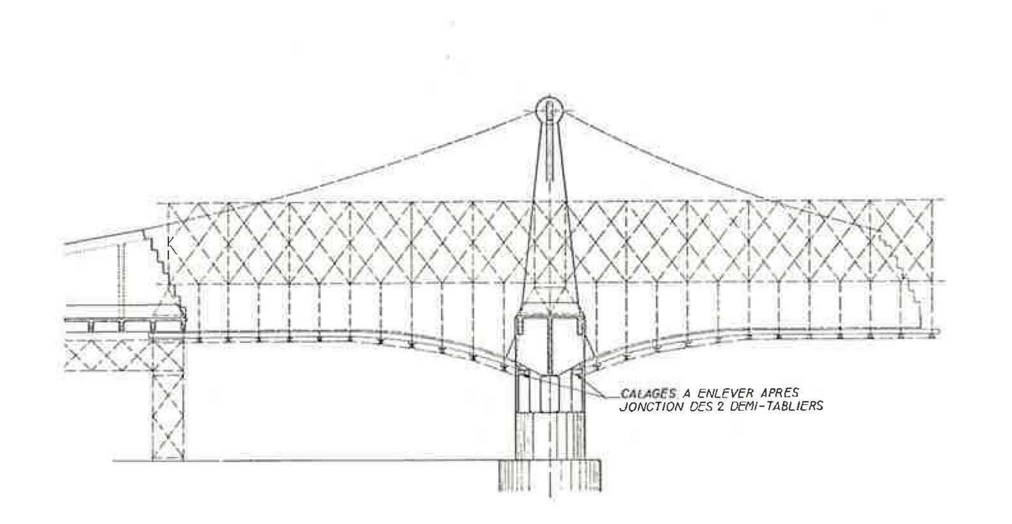


Montage des supports de coffrages.

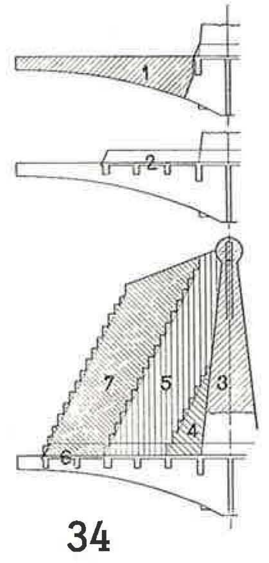


Fixation des supports de coffrages à la poutre-cintre.

Les coffrages étant suspendus à la poutre-cintre montée dans cette position, on procède au bétonnage par éléments symétriques par rapport à la pile, en commençant par un élément vers la travée de rive. La partie

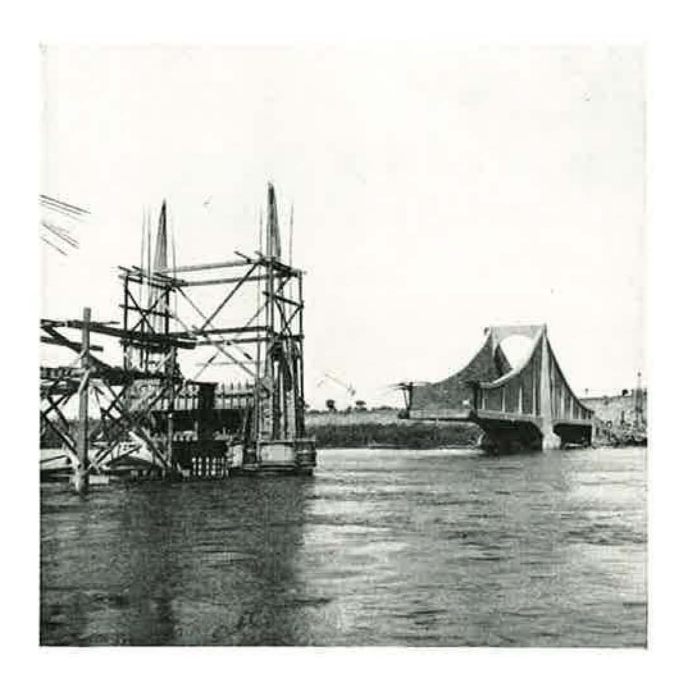


ORDRE DE BETONNAGE





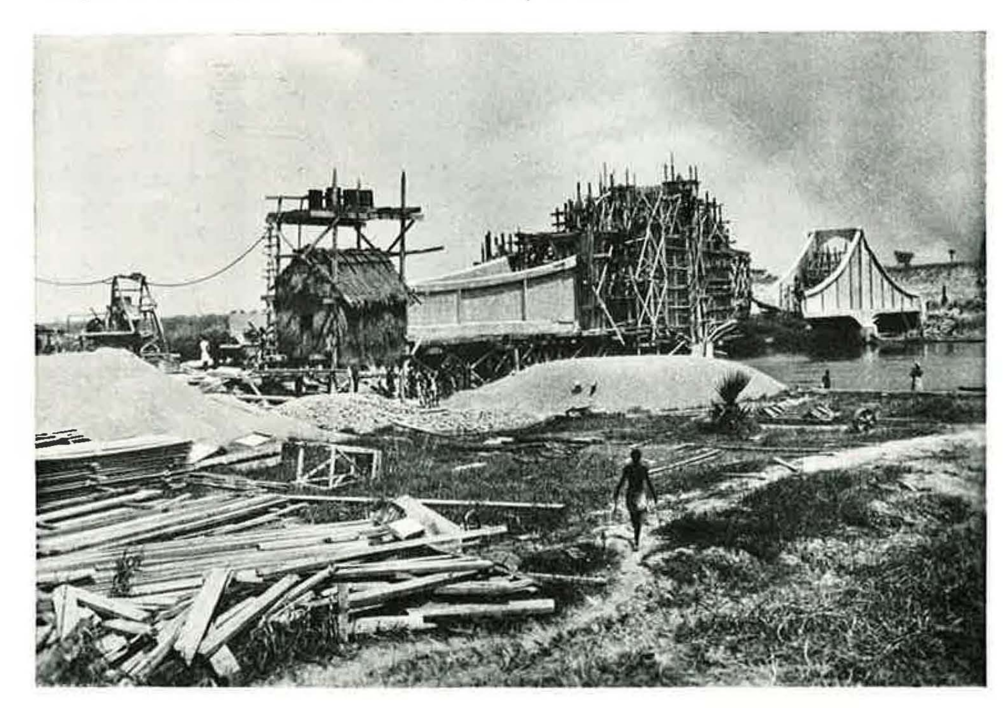
La poutre-cintre vient d'être avancée vers la rivière pour l'achèvement, en porte à faux, de la première moitié (côté rive gauche) de la travée de 70 mètres.



La pile en rivière et le tronçon de pont exécuté vers la rive gauche.

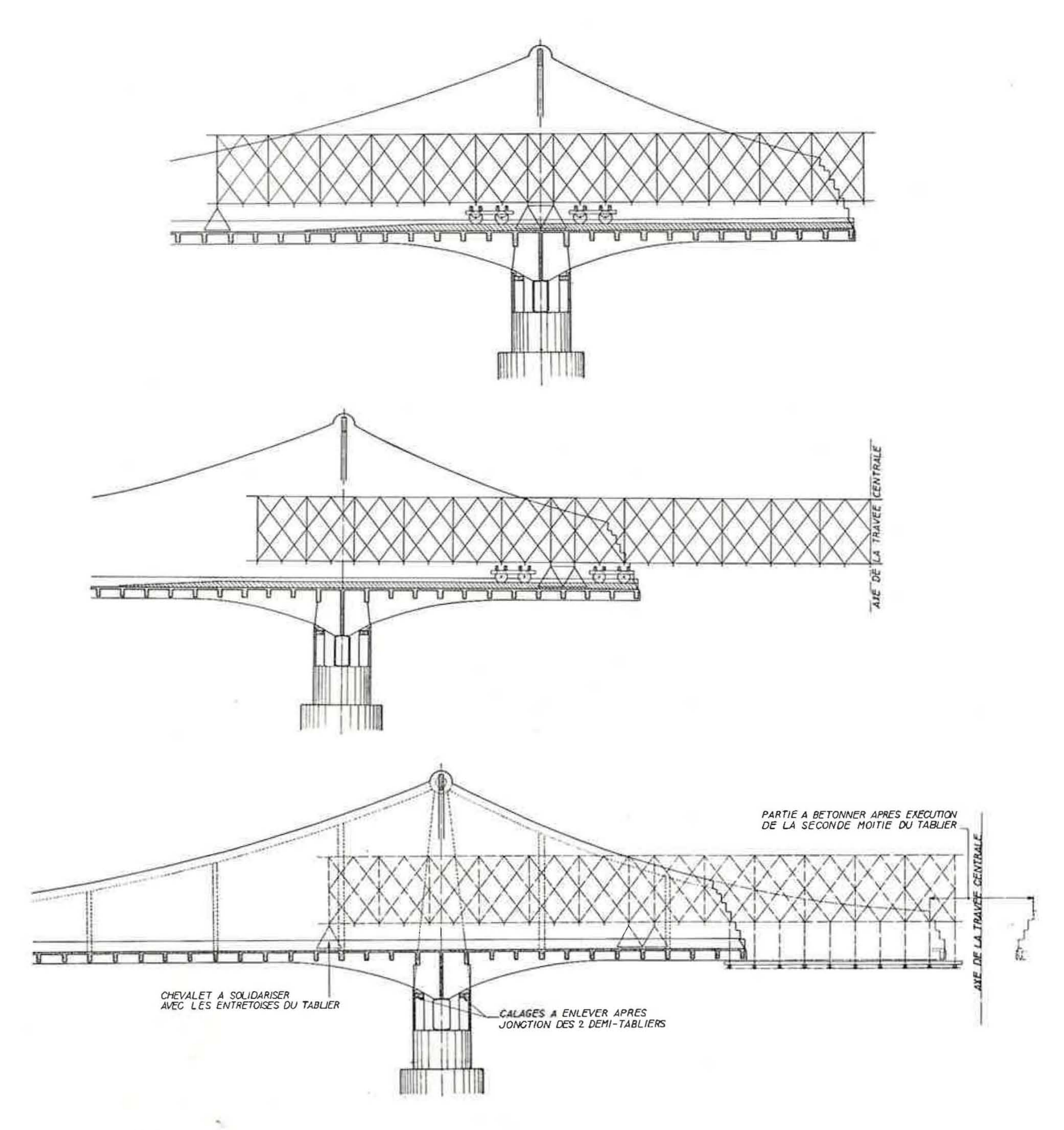
bétonnée sur échafaudages, dans la travée de 45 m. 30, est ainsi rejointe, en même temps qu'un tronçon de console de 18 à 19 mètres est réalisé à l'endroit de la travée centrale.

Il s'agit alors d'avancer la poutre vers la rivière pour achever, par travail en porte à faux, la moitié de la grande travée.



Exécution, en porte à faux sur poutre-cintre, de la seconde moitié de la travée de 70 mètres.

A cette fin deux chariots spécialement construits sont avancés sous la poutre-cintre, de part et d'autre du chevalet de support sur la pile. La poutre-cintre est soulevée de ses chevalets à l'aide de vérins placés sur les deux chariots, puis l'ensemble est roulé vers la travée centrale et descendu sur un chevalet établi sur la console à 14 m. 50 environ de l'axe de la pile. Il ne reste qu'à fixer l'arrière de la poutre-cintre au tablier et le dispositif pour l'achèvement du bétonnage à l'avancement est réalisé.



L'armature au droit de la jonction des deux grandes consoles.





La jonction des deux tronçons au centre du pont. Le cintre a été enlevé avant l'opération de clavage.

Après quelque durcissement du dernier élément de la première moitié de pont on démonte la poutre-cintre, on en transporte les éléments sur l'autre rive et on procède, de ce côté, aux mêmes opérations de construction d'une moitié d'ouvrage.

La jonction des deux grandes consoles au centre du pont demande quelqu'attention.

Il s'agit en effet de réaliser les bases du calcul et de ne pas exercer des flexions de pose que l'auteur du projet n'a pas désirées.

Il faut notamment enlever toutes charges des deux tronçons car, ainsi que nous l'avons exposé dans une monographie relative au pont sur le Lualaba : des charges appliquées pendant la jonction des tronçons ne sollicitent ceux-ci que séparément ;

l'enlèvement de ces charges après la jonction des tronçons équivaut à l'application d'efforts de bas en haut, égaux aux premiers, sur le système continu réalisé par la jonction ;

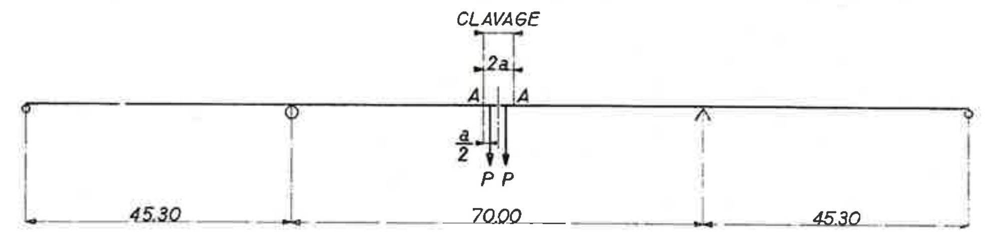
des flexions de pose résultent de la somme algébrique des flexions dues à ces états de charges exercés sur des systèmes différents.

Le matériel et la poutre-cintre furent donc évacués des travées latérales et des consoles avant clavage des tronçons.

L'élément central de jonction fut exécuté à l'aide d'un petit coffrage spécial que nous avons chiffré pouvoir peser les 15 % du tronçon en bétonnage pour ne pas altérer le calcul fait (*).

L'exécution respecta ainsi scrupuleusement les hypothèses faites.

(*) Le raisonnement est le suivant :
Du fait qu'au calcul de la flexion sur pile, le poids de l'élément de jonction a été supposé réparti sur la longueur du clavage tandis qu'il s'applique plutôt sur les lèvres de celui-ci, cette



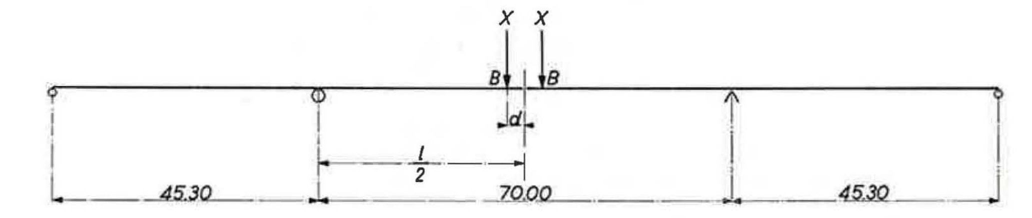
Les procédés que nous venons d'exposer ont nécessité des compléments de construction pour maintenir, en toutes circonstances, l'équilibre des éléments en exécution : le montage de la poutre-cintre, en porte à faux de deux côtés d'une pile, n'eût pas été possible sans épaulement de part et d'autre de l'appareil d'appui, que celui-ci fût la rotule ou un rouleau ; de même la moitié du pont construite à partir de la rive droite sur deux appuis à rouleaux aurait été en équilibre instable si l'un de ses appuis n'avait pas été verrouillé. La stabilité en construction fut réalisée de façon simple, par calages sur petits piliers en béton armé disposés de part et d'autre de l'appareil d'appui dans l'encuvement du sommet des piles.

Ces calages furent évidemment enlevés quelques heures après le bétonnage du tronçon de liaison, afin d'assurer la liberté de la dilatation et du retrait.

---

flexion porte un excédent égal à P $\times \frac{a}{2}$. Donc, si a = 2 m. 50 l'excédent vaut 1.25 P.

Soit X le poids de coffrage appliqué aux 2 points B de support de l'élément, et qui doit compenser l'excédent ci-dessus.



Avant clavage ce poids X, appliqué sur la console, donne sur la pile une flexion de X $\times$ ($\frac{l}{2}$ — d).
Si d = 3 m. cela donne X $\times$ (35 — 3) soit 32 X.

Après clavage, l'enlèvement des 2 poids X équivaut à l'application des 2 mêmes charges X, de bas en haut, sur le système continu, ce qui donne, au droit de la pile, si d = 3 m., une flexion de : (0,18 + 0,152) $\times$ 70 $\times$ X soit 23,2 X (les coefficients 0,18 et 0,152 ont été repris sur la ligne d'influence de M sur pile).

X résulte donc de : (32 — 23,2) X = 1,25 P, d'où X = 0,142 P.

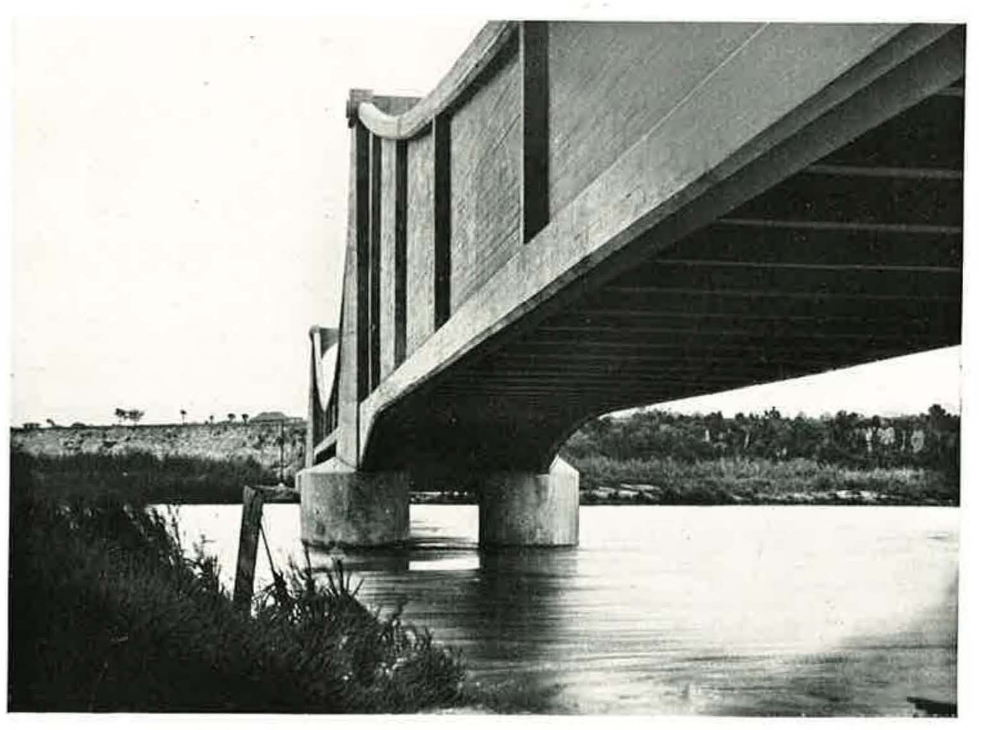
Nous avons vérifié, sur les mêmes principes, que l'enlèvement d'un tel coffrage, après clavage, donne au centre de la travée une flexion négative qui compense, avec un léger excès, la flexion due à l'élément de jonction.

C. MATERIAUX, DOSAGES, TAUX DE TRAVAIL, ESSAIS DE CONTROLE ET MISE EN ŒUVRE

Les spécifications de dosages et de taux de travail pour cet ouvrage sont les mêmes que celles du pont sur le Lualaba.

La „notice descriptive" annexée à l'offre de la Trabéka pour ces ponts disait :

„Les **agrégats**, sables, graviers ou pierrailles seront extraits sur place ou „à proximité. Ils seront calibrés selon les nécessités de l'exécution et de „la granulométrie optima.



Vue de la pile en rivière.

„Le **ciment** sera du Portland artificiel normal, de la Société Ciments du „Katanga à Lubudi, pour les fondations et les piles.

„Il sera du **ciment à haute résistance**, des Usines de Lubudi, pour les „superstructures et pour les pendules.

„Les dosages seront :

„ — pour les fondations et pour le corps des piles : 350 K. de ciment en „moyenne par m^3 de béton fini ;

„ — pour les superstructures : 375 K. de superciment par m^3 de béton fini ;

„ — pour les pendules en béton fretté : 500 K. de superciment par m^3 de „béton fini.

„Les proportions de sables et de pierrailles résulteront de la granulométrie de „ces matériaux et d'une étude préalable, par la méthode de Bolomey-Fuller, „de la granulométrie la plus adéquate à une forte compacité.

„Les armatures seront en acier doux, qualité marchande pour béton, soit „d'un taux de rupture de 37 à 44 K. par m/m^2."

Notre „notice descriptive" ajoutait :

„Nous avons admis les **taux de travail** suivants :

„ — compression du béton à 375/400 K. de superciment : 80 K. par c/m^2.

„ — Traction dans l'armature : 12 K. par m/m^2 sous charges permanentes „et mobiles.

„Les taux ci-dessus sont majorés de 10 % pour les sollicitations courantes „superposées aux effets de freinage maximum ou de vent à 150 K. par m^2.

„Nous avons admis que le rapport des modules d'élasticité de l'acier et „du béton était de 15."

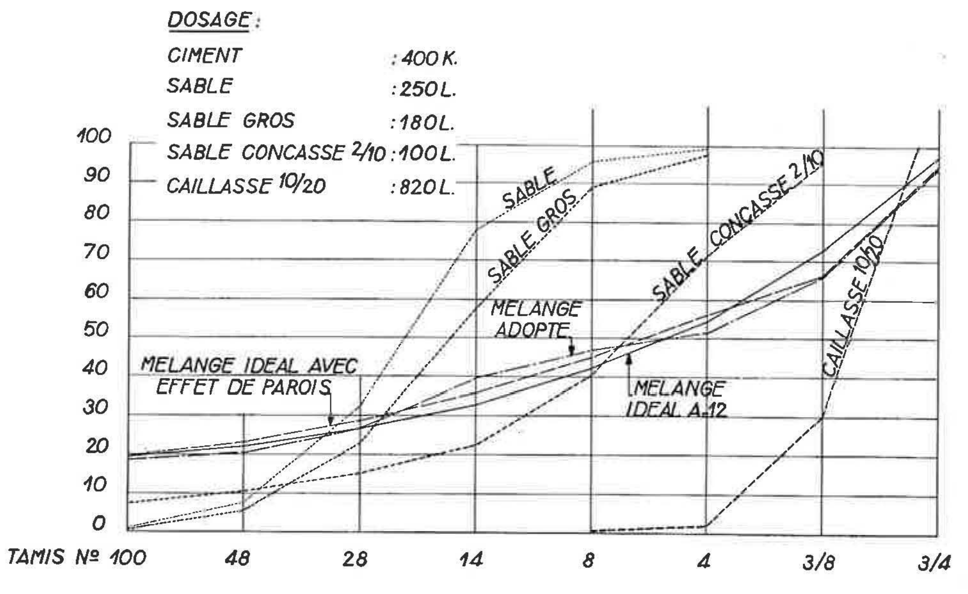
Comme pour le pont sur le Lualaba, les dosages en ciment et les taux de travail furent donc fixés à priori, sans essais préalables, le réglage devant se faire par la granulométrie, par la proportion d'eau et par le mode de mise en œuvre, pour réaliser les conditions imposées, avec une sécurité normale.

Les mélanges déterminés par la loi de Bolomey-Fuller comportaient généralement une proportion excessive de gros éléments pour le bétonnage en minces parois ou en fortes armatures et nous avons dû les aménager en fonction du rapport du rayon moyen du grain le plus gros au rayon moyen du contenant, pour prendre en compte l'effet de paroi. Ceci conduisait

à diminuer la quantité des gros grains et à accroître d'autant celle des grains moyens.

Une addition de Kieselguhr — à raison de 3 % du poids du ciment — fut faite à certains mélanges pour accroître la fluidité sans nuisance et faciliter ainsi le passage et le serrage du béton dans les éléments fortement armés.

La fluidité des bétons fut constamment contrôlée au cône d'Abrams et à la table à secousses : il était en effet essentiel d'assurer l'uniformité de caractéristiques élevées et de ne réaliser en même temps que des bétons faciles à mettre en œuvre.



Etude granulométrique pour cuvelage de caisson.

La granulométrie des matériaux varia considérablement dans le cours du travail ; les proportions durent, en conséquence, être fort souvent modifiées, afin de conserver aussi exactement que possible la même granulométrie de mélange pour les mêmes conditions d'emploi.

Nous donnons ci-dessus les diagrammes de l'une de ces nombreuses études granulométriques.



Bétonnage sous eau, à la benne à clapet, du fond d'un caisson.

De fréquents essais de contrôle furent d'ailleurs effectués par l'entrepreneur lui-même (ces essais étaient des ruptures par flexion de poutres de 7 c/m sur 10 c/m armées de deux barres de 12 m/m) et la Compagnie préleva de nombreuses séries de cubes de 20 c/m de côté, qu'elle fit écraser au Laboratoire du béton armé annexé à l'Université de Gand.

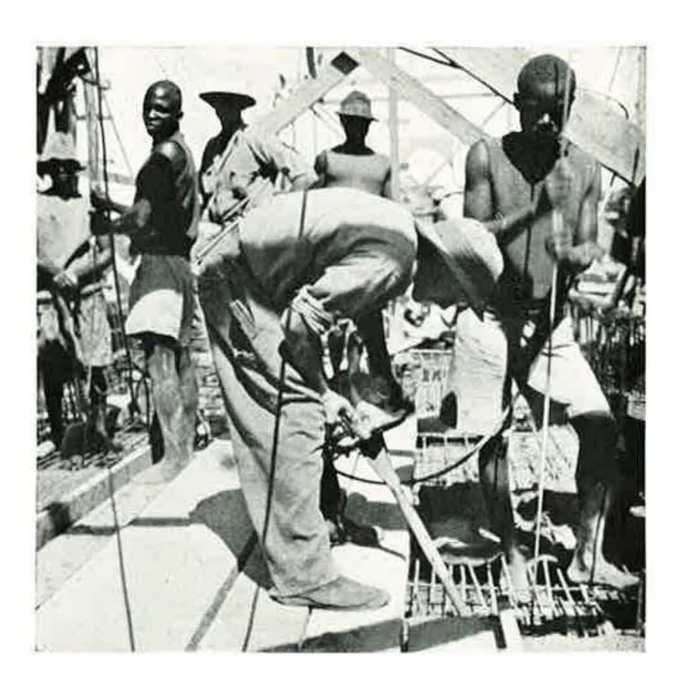
Les essais sur cubes ont donné les chiffres moyens ci-après :

— Béton à 400 K. de ciment, pour cuvelages de caissons :
(moyennes sur sept séries)

Poids spécifique apparent	2,358
Compression	**366** K.
Moyenne la plus basse	267 K.
Age	58 jours

— Béton à 375 K. de ciment, pour culées :

Poids spécifique apparent	2,410
Compression	**302** K.
Age	59 jours



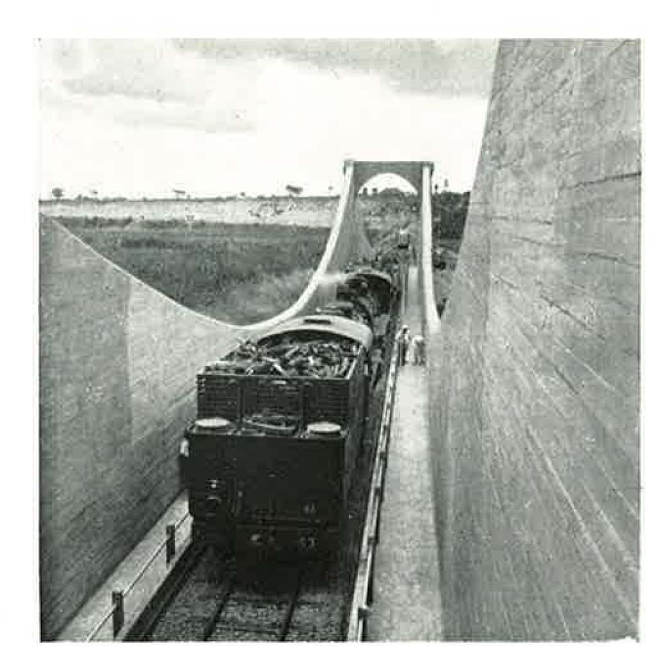
Vibration du béton, par aiguille pervibrante, dans une entretoise de tablier.

— Béton à 375 K. de ciment, pour superstructure :
(moyennes sur cinq séries)

Poids spécifique apparent	2,355
Compression	**314** K.
Moyenne la plus basse	279 K.
Age	60 jours

Il est bien certain que les résistances en œuvre sont supérieures à ces chiffres, puisque la composition granulométrique fut déterminée en vue de la compacité maxima de bétons ayant les proportions de parois (parois extérieures et parois d'armatures) des bétons en œuvre, en non pas de ceux contenus dans les cubes d'essai.

Le béton, préparé à la bétonnière, a été mis en place par les moyens ordinaires ; il fut cependant recouru à la vibration pour faciliter le passage et le serrage du béton dans les organes fortement armés : nous avons employé des aiguilles vibrantes, des pervibrateurs-aiguilles et des plaques vibrantes, selon les circonstances.


Le pont pendant les épreuves.

L'exécution fut conduite par M. l'Ingénieur Claus, sous la direction de M. l'Ingénieur Wantz.

Elle fut contrôlée pour la Compagnie C. F. L. par M. l'Ingénieur Oliaro, qui avait dirigé la mission d'études préliminaires.

Les travaux furent mis en chantier en septembre 1937 mais des inondations empêchèrent de faire tout travail effectif avant janvier 1938 ; la construction fut terminée le 8 octobre 1939.

Nous rendons hommage à notre personnel européen et indigène pour l'esprit d'initiative et pour la conscience avec lesquels ils réalisèrent ce bel ouvrage et surmontèrent toutes difficultés dans des conditions pénibles, en pleine brousse au cœur de l'Afrique.


Le pont sur la ~~Lualaba~~ Lukuga et quelques petites travées d'inondation dans le remblai qui barre la plaine.

VI. — LES ÉPREUVES

Les épreuves sous charges statiques et dynamiques furent faites du 13 au 15 novembre 1939.

Un appareil enregistreur de flèche „Richard" avec tambour à 13 minutes a été monté sur chaque poutre-maîtresse au milieu de la travée de 70 mètres.

Le train d'épreuve a été amené au pas d'homme et laissé en stationnement pour les épreuves sous charges statiques ; il passa ensuite, une première fois à une vitesse de 35 Km. à l'heure, et une seconde fois à une vitesse de 44 Km. à l'heure, pour les essais dynamiques.

La flèche enregistrée sous charges statiques fut de 19 millimètres.

Légende de la figure page 47, lire :

Le pont sur la Lukuga....

Celles sous essais dynamiques furent moindres, et d'autant moindres que la vitesse de passage était plus grande.

Aucune fissuration d'aucun organe, aucune dépression des supports, n'a pu être remarquée après les épreuves.

Tout étant normal, l'ouvrage fut immédiatement mis en service dans de bonnes conditions.

VII. — LES RECOMMANDATIONS POUR L'UTILISATION DE L'OUVRAGE

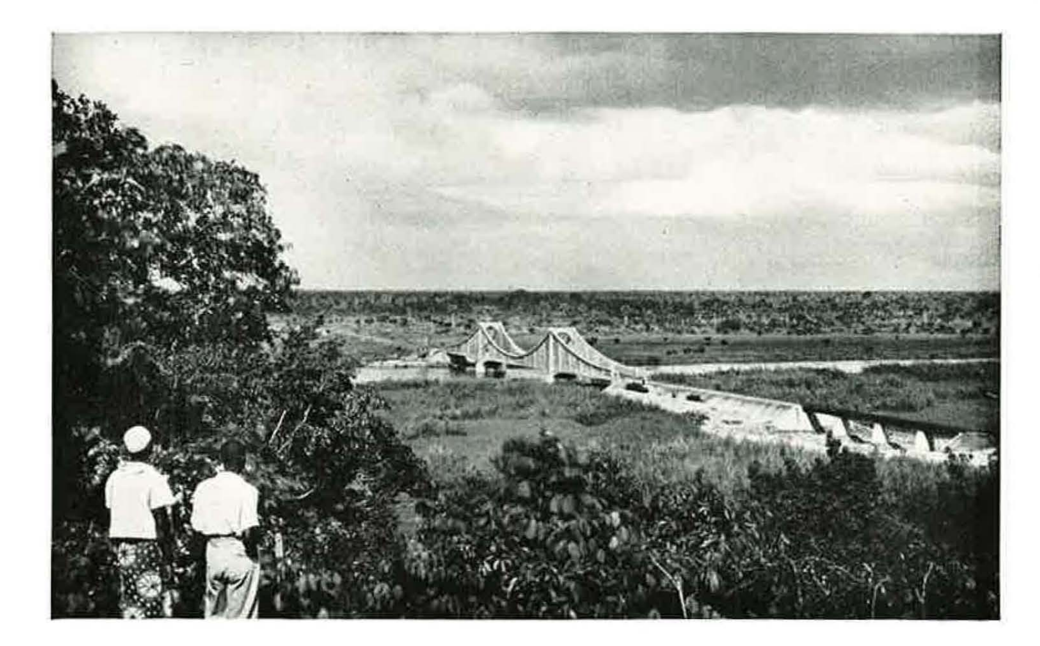
Le régime très particulier de la Lukuga, la nature du lit de la rivière et les dispositions adoptées pour les abords nécessitent de la part de la Compagnie exploitante un entretien courant pour maintenir en toutes éventualités la sécurité donnée à la construction des fondations.

La Trabéka a recommandé à la Compagnie :

1° d'enlever complètement, et dès qu'ils se présentent, les paquets d'herbes flottantes qui seraient arrêtées par les piles (ces paquets d'herbes, en arrivant contre un obstacle, pourraient se retourner dans l'eau, s'appuyer sur une grande hauteur de caissons et produire de violents tourbillons et courants de fond) ; il est conseillé d'établir à cet effet un service permanent, avec outillage adéquat à la découpe sous eau des paquets d'herbes (les paquets d'herbes doivent être découpés sur toute leur hauteur) ;

2° de remplir de lourds moellons les cuvettes qui se formeraient au voisinage des caissons. Si ces moellons étaient entraînés, les remplacer par des moellons plus lourds ou par des gabions ;

3° de défendre la rive, si elle était attaquée, ou si elle se déplaçait ; il est signalé ces dispositifs de défense :



Le pont sur la Lukuga.

— revêtement en gabions Palvis (blocs artificiels constitués par des gros galets ou moellons enfermés dans une enveloppe parallélipipédique en treillage métallique)

ou :

— établissement d'un épi longitudinal de guidage, qui écarterait de la culée le courant d'érosion.

L'examen des conditions locales et du déplacement éventuel du lit et des courants à l'amont et à l'aval du pont guideront la Compagnie pour décider des protections éventuellement nécessaires.

VIII. — LA TECHNIQUE DES GRANDS OUVRAGES

La construction d'un grand ouvrage donne généralement des enseignements nouveaux.

C'est ainsi que l'exécution du pont de 498 m. sur le Lualaba nous a permis, d'une part, d'établir la possibilité de construire des travées en poutres à âme pleine, de 70 mètres de portée, par l'emploi d'une seule passerelle de 40 mètres, à **sens unique** de cheminement, d'autre part aussi de **compenser les efforts en affectant à cette passerelle une position bien déterminée, pour la jonction de tronçons :** c'est la première fois, à notre connaissance, qu'un



Le pont sur le Lualaba.

réglage des efforts fut ainsi effectué, et de façon aussi simple, uniquement par recul d'un cintre pour l'opération finale.

La construction du pont sur la Lukuga ne fut pas moins féconde en enseignements : la constitution des caissons et de la superstructure est en tous points remarquable et l'exécution d'une travée de 70 mètres avec grandes poutres en garde-corps, par utilisation d'une poutre-cintre intérieure au pont, est une réalisation vraiment exceptionnelle.

La construction des grands ouvrages pose aussi quantité de petits problèmes nouveaux, du fait que des simplifications courantes faites dans l'étude de résistance des matériaux des ouvrages ordinaires ne sont pas admissibles à l'échelle des grandes constructions, du fait aussi des soins à apporter dans l'ordre d'exécution et dans la composition de mélanges à caractéristiques élevées et régulières.

Les deux ouvrages que nous avons décrits — le pont sur le Lualaba et le pont sur la Lukuga — témoignent une fois de plus de ce que la constitution d'un grand ouvrage est régie principalement par les procédés d'exécution : les structures de ces deux ponts traduisent franchement un fonctionnement qui n'était possible qu'avec les moyens mis en œuvre (annulation de la flexion sous poids propre, au centre du pont ; réduction, au même centre, des flexions de service, du fait de l'accroissement considérable de la raideur vers les piles). L'étude d'un ouvrage de grande envergure est donc avant tout une étude de moyens d'exécution : la conception de l'échafaudage ou du cintre constitue toujours la tâche la plus rude, et c'est ce qui explique l'écart encore très grand entre les portées réalisées jusqu'ici et les portées maxima théoriques telles qu'elles résultent des caractéristiques des matériaux ; tandis que l'étude de l'ouvrage proprement dit n'est généralement qu'une application courante de théories connues de la Mécanique, l'étude des procédés d'exécution est des plus ingrate et elle nécessite toujours des études préalables importantes, que parfois l'on doit abandonner pour pousser la recherche dans des voies toutes différentes des premières. L'expérience a montré cependant que jusqu'ici tous les problèmes qui se sont posés en matière de construction de grands ouvrages ont toujours été convenablement résolus.

Les moyens que nous avons mis en œuvre aux ponts sur le Lualaba et

sur la Lukuga pourront avoir — dans leurs principes tout au moins — leur application à la construction d'ouvrages d'envergure beaucoup plus grande, lorsqu'il s'agirait, par exemple, de constituer une travée médiane en poutres de 100 à 150 mètres de portée, avec ou sans cantilevers.

Nous remercions la Compagnie C. F. L. de nous avoir fort obligeamment confié quelques-unes des photos reproduites dans cette note.

Novembre 1940.

P. MACA, Woluwe-St-Pierre.